ترسیم دیاگرام‌های فشار- ضربه برای ستون‌های بتن مسلح دارای بار محوری بااستفاده از روش تک‌درجه آزادی معادل*

(یادداشت پژوهشی)

محمد اسماعیل‌نیا عمران[۱] سمیه ملایی[۲]

چکیده در این مقاله رفتار لنگر- انحنای ستون بتن بااستفاده از روش اجزای محدود تعیین می‌شود و به‌عنوان یک رویکرد تک‌درجه آزادی (SDOF) برمبنای تئوری اولر- برنولی معرفی می شود تا پاسخ دینامیکی ستون بتن مسلح تحت بارگذاری جانبی انفجار تخمین زده شود. در مدل SDOF اثرات لنگر ثانویه (P-δ) و اثرات نرخ کرنش به صورت گام‌به‌گام در محاسبات تغییر شکل ستون بتن مسلح تحت انفجار وارد شده‌است. به‌منظور صحت سنجی، نتایج حاصل از مدل SDOF با نتایج مدل اجزای محدود در نرم‌افزار OPENSEES و همچنین نتایج یک تست عملی انفجار مقایسه شده‌است. سپس، از مدل SDOF معرفی‌شده برای ترسیم دیاگرام فشار- ضربه در ستون بتن مسلح، با درنظر گرفتن بار محوری ثابت در آن، استفاده شده‌است. مطابق با نتایج حاصل، در حالت انفجار متوسط تا دور ($Z>1\ kg/m^{1/3}$)، روش SDOF معرفی‌شده علی‌رغم سادگی و زمان کم برای انجام محاسبات، دارای نتایج با دقت کافی می‌باشد و قابل اعتماد است.

واژه‌های کلیدی بارگذاری انفجار، روش تک‌درجه آزادی معادل، دیاگرام فشار- ضربه، ستون بتن مسلح.

Preparing the Pressure-Impulse Diagrams for Reinforced Concrete Columns with Axial Load using Single Degree of Freedom Approach

M. Esmaeilnia S. Mollaei

Abstract *In this paper, moment-curvature behavior of reinforced concrete column with constant axial load is determined by finite element method and then it is introduced to a single degree of freedom (SDOF) model based on Euler-Bernoulli theory. Using this SDOF model, dynamic response of the RC column under the blast loading is estimated. The introduced SDOF includes secondary moments (P-δ) effects, nonlinear behavior of the material and effects of strain rate on concrete and steel materials through the calculation steps of the model. In order to validation, results obtained from SDOF model for transverse displacement of RC column under blast loading is compared to finite element analysis results (OPENSEES) and real-scale explosion test results on RC columns. Then, introduced SDOF method is used to draw Pressure-Impulse (P-I) diagram of the column with considering the presence of axial compressive load. According to the results, introduced SDOF approach, under the far field explosion conditions ($Z>1\ kg/m^{1/3}$), has acceptable accuracy. As well, the effect of axial load on P-I diagram of the RC column is very important.*

Key Words Blast Loading, Equivalent Single Degree of Freedom Model, Pressure-Impulse diagram, RC Column.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۵/۵/۶ و تاریخ پذیرش آن ۹۶/۱/۳۰ می‌باشد.

(۱) نویسندهٔ مسئول، استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه کردستان، سنندج.

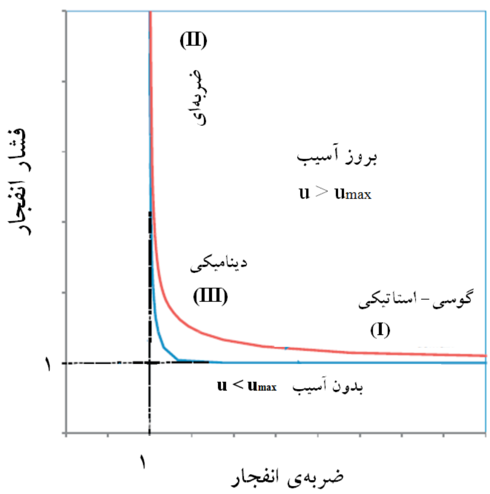
(۲) دانشجوی دکترای مهندسی عمران گرایش سازه، دانشگاه کردستان، سنندج.

Email: m.esmaeilnia@uok.ac.ir

مقدمه

به‌منظور تحلیل اعضای سازه‌ای تحت بارگذاری انفجار دو روش پرکاربرد وجود دارد که شامل روش تک‌درجه آزادی SDOF (Single degree of Freedom) و روش اجزای محدود است. روش SDOF روشی ساده و با دقت قابل قبول می‌باشد و مبنای بسیاری از مراجع تحلیل و طراحی سازه‌ها تحت انفجار است [1-3]. در مطالعات انجام‌گرفته به‌روی اعضای سازه‌ای (به‌غیر از ستون‌های بتن مسلح) معلوم شده‌است که روش SDOF می‌تواند رفتار تیرها و ستون‌های فولادی [4, 5]، دال‌ها و دیوارها [6, 7] و تیرهای بتن مسلح [8, 9] تحت بارگذاری انفجار را با دقت قابل قبولی مدل کند. استوکینو و کارتا (Stochino & Carta) (٢٠١٤) روشی برای وارد کردن اثرات نرخ کرنش در محاسبات رویکرد SDOF برای تیرهای بتن مسلح ارائه کرده‌اند [8]. همچنین، از روش SDOF برای تخمین پاسخ اعضای سازه‌ای مقاوم‌سازی‌شده دربرابر انفجار نیز استفاده شده‌است [10]. با این حال نتایج منتشرشده در خصوص مطالعات مربوط به کاربرد روش SDOF در تحلیل ستون‌های بتن مسلح تحت اثر همزمان بار محوری و بارگذاری انفجار جانبی، بسیار محدود می‌باشد. مطالعاتی توسط جامعهٔ مهندسان ارتش آمریکا در این خصوص صورت گرفته‌است که انتشار کامل نتایج و جزئیات این مطالعات محدودیت‌های نظامی و قانونی دارد [11]. اوسوالد (٢٠١٠) بااستفاده از روش SDOF به بررسی رفتار اعضای بتنی یک‌طرفه (پانل‌ها) تحت اثر بار محوری فشاری و بارگذاری انفجار پرداخته‌است [7]. وی روشی برای وارد کردن اثرات P-δ ارائه کرده‌است اما اثرات نرخ کرنش در مدل را نادیده گرفته‌است. در اغلب مطالعات مشابه به‌منظور ساده‌سازی، اثر نرخ کرنش نادیده گرفته شده و نحوهٔ درنظر گرفتن اثرات P-δ (بار محوری فشاری) در مدل SDOF به‌روشنی توصیف نشده‌است. در این مقاله، یک روند محاسبات عددی برمبنای روش SDOF برای تخمین پاسخ جانبی ستون‌های بتن مسلح تحت اثر هم‌زمان بار محوری و بارگذاری جانبی انفجار ارائه شده‌است. روش پیشنهادی برای درنظر گرفتن اثرات P-δ و نرخ کرنش بالا در محاسبات روند ساده‌ای دارد. البته اثر جابه‌جایی جانبی طبقات (P-Δ) در این مدل لحاظ نشده‌است و فرض بر آن است که ستون در دو انتهای خود دارای مهار جانبی کافی است.

تخمین جابه‌جایی جانبی و مقدار اولین پاسخ حداکثر ستون به‌روش SDOF پیشنهادی با نتایج تحلیل اجزای محدود با نرم‌افزار OpenSees و همچنین با نتایج تست‌های انفجار در مقیاس واقعی مقایسه شده‌است. سپس، روش پیشنهادی برای ترسیم دیاگرام فشار- ضربه (P-I) ستون‌های بتن مسلح استفاده شده‌است. دیاگرام فشار- ضربه یک ابزار گرافیکی است که مخصوص ارزیابی و طراحی اولیهٔ سازه‌ها و اعضای سازه‌ای تحت بارهای انفجار است [12-14]. در شکل (١) دیاگرام فشار- ضربهٔ بدون بعد برای یک سیستم الاستیک ایده‌آل SDOF تحت انفجار نشان داده شده‌است. نقاط موجود در سمت چپ و پایین منحنی، نشان‌دهندهٔ نقاطی است که به سطح خرابی موردنظر نمی‌رسند و نقاط موجود در سمت راست و بالای نمودار، نقاطی را نشان می‌دهند که بیش از سطح خرابی موردنظر، خرابی ایجاد می‌کنند.



شکل ١ قسمت‌های مختلف منحنی P-I [14]

دیاگرام‌های P-I را می‌توان به‌روش‌های مختلف تحلیلی، عددی و آزمایشگاهی تهیه کرد [16-1214]. بااین‌حال، روش‌های آزمایشگاهی بسیار پرهزینه و مشکل است و ازنظر قانونی و نظامی نیز دارای محدودیت است. استفاده از پکیج‌های نرم‌افزاری اجزای محدود عموما پیچیده است و زمان محاسبات و مهارت و تجربهٔ بالایی نیاز دارد. بنابراین، رویکرد SDOF یک گزینهٔ مناسب و سریع برای تهیهٔ دیاگرام‌های P-I با اهداف طراحی و ارزیابی اولیه محسوب می‌شود.

مدل تک‌درجه آزادی معادل

تئوری کلاسیک SDOF که در مهندسی انفجار به‌کار می‌رود، براساس روش بیگز (۱۹٦٤) است که در آن یک سیستم جرم–فنر معادل با یک درجه آزادی ایده‌آل برای سازهٔ واقعی با جرم و بارگذاری گسترده، فرض می‌گردد [17]. پارامترهای SDOF معادل، بااستفاده از اصل تعادل انرژی محاسبه می‌شوند؛ یعنی در هر زمان، انرژی جنبشی در جرم معادل، انرژی کرنشی داخلی در مقاومت معادل و کار خارجی در بار معادل باید با عضو گستردهٔ واقعی یکسان باشد. تقریب‌های موجود در مدل SDOF بر این فرض استوار است که سازه الگوی تغییرشکلی را تجربه می‌کند که تنها با یک پارامتر توصیف می‌گردد. به‌عبارت دیگر، مساوی قراردادن انرژی براساس یک حالت تغییرشکل‌یافتهٔ خاص صورت می‌گیرد و اغلب فرم تغییرشکل سازه تحت بار استاتیکی بهترین تقریب ممکن است [6]. مدل SDOF معادل به‌گونه‌ای انتخاب می‌شود که تغییرشکل آن متناظر با تغییرشکل یک نقطهٔ مهم در سازهٔ واقعی باشد [17].

یک عضو دوسر مفصل تحت بار گستردهٔ یکنواخت را درنظر بگیرید. به‌عنوان تخمینی از تغییرشکل الاستیک عضو تحت بار مذکور، می‌توان از فرم تغییرشکل‌یافتهٔ استاتیکی تیر ساده تحت بار گستردهٔ یکنواخت استفاده کرد [17]. در حالت پلاستیک، فرض بر آن است که یک مفصل پلاستیک در وسط ارتفاع عضو تشکیل گردد؛ بنابراین حالت تغییرشکل‌یافته به‌صورت خطی است.

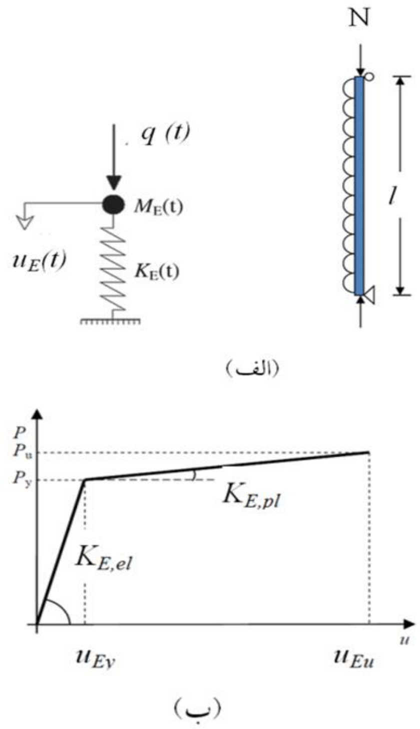
با مروری بر پژوهش‌های انجام‌یافته می‌توان دریافت که نسبت‌های میرایی مختلفی در بازهٔ صفر تا ۵٪ برای تحلیل SDOF تحت بارهای انفجار به کار رفته‌است [8, 9]. مطابق با توصیهٔ مراجع [9, 11] اثر میرایی بر مقدار اولین پاسخ حداکثر سازه تحت انفجار، که معمولا تنها پاسخ پراهمیت آن است، بسیار اندک است. از طرف دیگر، انرژی کرنشی مستهلک‌شده درطی تغییرشکل پلاستیک بسیار بیشتر از انرژی است که توسط میرایی سازه‌ای جذب می‌شود. از طرف دیگر، صرف‌نظر کردن از میرایی درراستای افزایش ضریب اطمینان محاسبات است [2, 11, 18, 19]. باتوجه به این توضیحات، در مدل‌های SDOF ایجادشده در این مقاله، از میرایی سیستم صرف‌نظر شده‌است. بنابراین، معادلهٔ حرکت دینامیکی کلی برای مدل SDOF بدون میرایی به‌صورت رابطهٔ (۱) بیان می‌گردد [17].

$$M_E(t).\ddot{u}_E(t) + K_E(t).u_E(t) = P_E(t) \qquad (۱)$$

که در آن $P_E(t)$ بار خارجی معادل، $M_E(t)$ جرم معادل، $K_E(t)$ سختی معادل، $u_E(t)$ جابه‌جایی معادل برای سیستم SDOF است و $\ddot{u}$ به شتاب سیستم اشاره دارد. برای یک عضو دوسر مفصل تحت بار جانبی گستردهٔ یکنواخت، می‌توان مدل SDOF معادل ستون را مطابق شکل (۲- الف) توصیف نمود. رفتار سیستم SDOF الاستیک- پلاستیک فرض شده‌است و می‌توان آن را با یک دیاگرام بار- جابه‌جایی دوخطی مطابق شکل (۲- ب) نمایش داد.

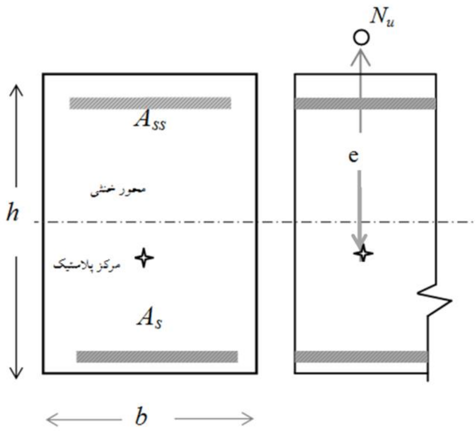
در شکل (۲)، N بار محوری (ثابت)، $K_{E,pl}$ سختی پلاستیک، $K_{E,el}$ سختی الاستیک، u_{Eu} جابه‌جایی نهایی، u_{Ey} جابه‌جایی تسلیم، P_u بار نهایی و P_y بار تسلیم است. در ادامه، نحوهٔ محاسبهٔ پارامترهای تابع مقاومت سیستم SDOF معادل برای تیر- ستون بتن مسلح با شرایط تکیه‌گاهی دو سر مفصل تشریح شده‌است. البته، همین روند را می‌توان برای انواع شرایط بارگذاری

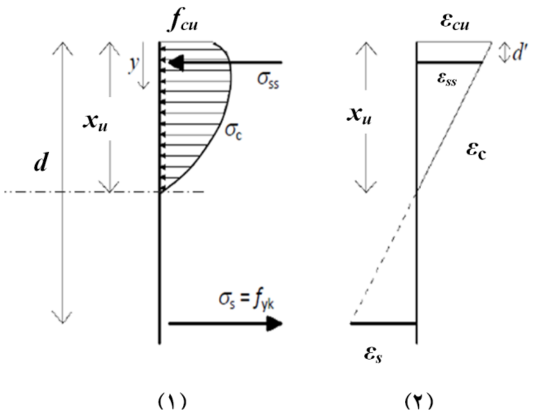
و تکیه‌گاهی به‌کار برد.



شکل ۲ الف) مدل SDOF معادل ستون واقعی، ب) دیاگرام بار-جابه‌جایی مدل SDOF معادل

در شکل (۳) توزیع تنش و کرنش در مقطع تیر-ستون بتن مسلح در حالت نهایی نشان داده شده‌است.





شکل ۳ ۱) توزیع تنش مقطع در حالت نهایی، ۲) توزیع کرنش مقطع در حالت نهایی

در شکل (۳)، f_{yk} تنش تسلیم فولاد مسلح‌کننده، f_{cu} مقاومت نهایی بتن، ε_{cu} کرنش نهایی بتن، x_u عمق تار خنثی در حالت نهایی، b عرض، h ارتفاع و d عمق مؤثر مقطع است. توزیع کرنش در ارتفاع مقطع خطی فرض شده و از مقاومت کششی بتن نیز صرف‌نظر شده‌است. با نوشتن رابطهٔ تعادل لنگر حول مرکز پلاستیک مقطع مطابق با رابطهٔ (۲)، ارتفاع تار خنثی در لحظهٔ نهایی (x_u) به‌دست آمده‌است و با جاگذاری آن در رابطهٔ (۳) می‌توان بار محوری مقاوم نهایی (N_u) مقطع را تعیین کرد. رابطهٔ (۳) درواقع همان معادلهٔ تعادل نیروها در مقطع است.

$$b\int_0^{x_u}\sigma_c\left(y+e-\frac{h}{2}\right)dy+\sigma_{ss}A_{ss}\left(\acute{d}+e-\frac{h}{2}\right)-\sigma_sA_s\left(d+e-\frac{h}{2}\right)=0 \qquad (۲)$$

$$N_u=b\int_0^{x_u}\sigma_c\,dy+\sigma_{ss}A_{ss}-\sigma_sA_s \qquad (۳)$$

در روابط فوق، اندیس ss مربوط به میلگردها در وجه رو به انفجار، s میلگردها در وجه پشت به انفجار و اندیس c مربوط به بتن است.

در این مقاله اثرات P-δ به‌طور صریح در محاسبات مدل SDOF ستون تحت بار گستردهٔ یکنواخت جانبی، وارد می‌شود. در هر گام زمانی با حل معادلهٔ حرکت

سیستم SDOF مقدار جابه‌جایی حداکثر در آن گام u(t) تعیین می‌شود. سپس، یک بار جانبی معادل به بارگذاری جانبی نا شی از انفجار ا ضافه می‌گردد، به‌طوری‌که لنگر حداکثر حاصـــل از این بار، برابر با لنگر ناشـــی از بار محوری با خروج از مرکزیتی برابر با u(t) باشـــد. یعنی برای درنظرگرفتن اثرات P-δ، می‌توان یک بار جانبی گســتردهٔ یکنواخت معادل به ســتون اعمال نمود و گام بعدی محاســبات را تحت این بارگذاری اصــلاح‌شــده انجام داد. بار جانبی معادل η(t) برای یک عضـــو یک‌طرفه با تکیه‌گاه‌های مفصـــلی با رابطهٔ (٤) محاســـبه می‌شـــود و توزیع آن با توزیع بار انفجار یکســـان اســـت [7, 20]. باید توجه دا شت که این بار به‌مقدار بار جانبی انفجار در آن لحظه اضـــافه می‌شـــود و در ضـــریب بار معادل K_L ضرب می‌گردد:

$$\eta(t)=\frac{8N}{l}u(t) \qquad (٤)$$

به‌این‌ترتیب یک تیر ساده خواهیم داشت که تحت بارگذاری جانبی معادل، که در اینجا گســتردهٔ یکنواخت فرض شــده‌اســت، قرارمی‌گیرد. بااســتفاده از معادلات تعادل می‌توان بار در لحظهٔ تسـلیم و نهایی (P_u ، P_y) در سـیسـتم SDOF را برحسـب بار جانبی انفجار محاسـبه نمود:

$$M_y=\frac{q_y l^2}{8} \rightarrow P_y=q_y.l=\frac{8.M_y}{l} \qquad (٥)$$

$$P_u=\frac{8.M_u}{l} \qquad (٦)$$

که در روابط (٥) و (٦) q_y بار جانبی یکنواخت مؤثر به‌روی ســتون (بار انفجار به‌علاوهٔ بار جانبی معادل اثرات P-δ) در لحظهٔ تسلیم و q_u بار گستردهٔ یکنواخت در حالت نهایی اســـت. مقادیر M_y و M_u باتوجه به دیاگرام لنگر- انحنای مقطع تعیین می‌گردد. اگر θ_u و θ_y به‌ترتیب مقادیر انحنای مقطع در حالت نهایی و تسـلیم باشـد، بااسـتفاده از تئوری الاسـتیسـیته می‌توان جابه‌جایی تســلیم uE_y در وســط طول را به‌شــکل زیر تقریب زد:

$$u_{Ey}=\frac{5l^2\theta_y}{48} \qquad (٧)$$

$K_{E,el}$ ســختی الاســتیک ســیســتم SDOF را نیز می‌توان با رابطهٔ (٨) محاسبه کرد:

$$K_{E,el}=\frac{P_y}{u_{Ey}} \qquad (٨)$$

در حالت نهایی فرض می‌شـــود که یک مفصـــل پلا ستیک در و سط ارتفاع ت شکیل شده با شد. بنابراین، جابه‌جایی پلاســـتیک در حالت نهایی u_{Epu} می‌تواند از رابطهٔ (٩) محاســـبه شـــود (با فرض جابه‌جایی‌های کوچک):

$$u_{Epu}=\frac{\varphi_{pu}}{2}.\frac{l}{2} \qquad (٩)$$

که در آن φpu دوران پلاســـتیک در حالت نهایی اســـت. اگر انحنای پلاســـتیک کل θp در طول مفصـــل پلا ستیک ثابت فرض شود داریم $\theta_p=\frac{\varphi_{pu}}{l_p}$ و باا ستفاده از آن می‌توان جابه‌جایی نهایی کل uE_u را با رابطهٔ (١٠) محاسبه کرد:

$$u_{Eu}=u_{Ey}+u_{Epu}=u_{Ey}+\frac{\varphi_{pu}}{2}.\frac{l}{2}=u_{Ey}+\frac{\theta_p.l_p}{2}.\frac{l}{2}=u_{Ey}+\frac{1}{4}(\theta_u-\theta_y).l_p.l \qquad (١٠)$$

درنهایت سختی پلاستیک سیستم SDOF با رابطهٔ (١١) به‌دست می‌آید:

$$K_{E,pl}=\frac{P_u-P_y}{u_{Eu}-u_{Ey}} \qquad (١١)$$

برای تخمین طول مفصل پلاستیک در اعضای بتن مســلح روابط مختلفی پیشــنهاد شــده‌اســت در اینجا از رابطهٔ پیشـــنهادی توســـط پائولی و پریســـتلی (١٩٩٢) استفاده شده‌است [21]:

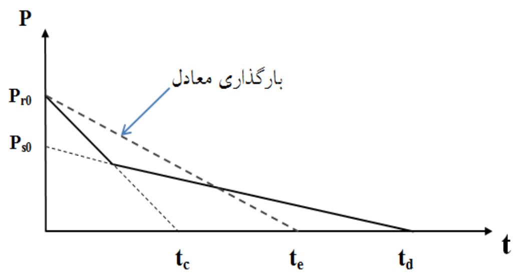
$$l_p=0.08\,l+0.022d_b f_{yk} \qquad (١٢)$$

که در آن d_b قطر فولاد طولی است.

بارگذاری انفجار

مطابق با ب سیاری از مراجع بارگذاری و طراحی سازه‌ها تحت انفجار، در حالت انفجار با فوا صل متو سط تا دور می‌توان توزیع فشـــار به‌روی وجه ســـازه را یکنواخت

فرض کرد [1, 2, 22] و تغییرات زمانی فشار در فاز مثبت انفجار را، با درنظر گرفتن اثرات رقیق‌شدگی (Clearing effects)، می‌توان به‌صورت خطی (مثلثی) همانند شکل (٤) ایده‌آل‌سازی نمود [1, 2]. رقیق‌شدگی پدیده‌ای است که به‌علت محدودبودن ابعاد سطح رو به انفجار سازه روی می‌دهد و موجب کاهش زمان تداوم انفجار نسبت به حالتی می شود که ابعاد سطح موردنظر نامحدود باشد [2, 23].



شکل ٤ فشار انفجار مثلثی ایده‌آل با درنظرگرفتن اثرات رقیق‌شدگی [2, 23]

مدت زمان تداوم بار مثلثی معادل (t_e) با رابطهٔ (١٣) محاسبه می‌گردد:

$$t_e=\frac{2I}{P_{r0}} \quad (١٣)$$

که در آن I مساحت زیر نمودار دوخطی در شکل (٤) است. توصیف پارامترهای انفجار شامل اضافه‌فشار برخوردی P_{s0}، اضافه‌فشار بازتابی P_{s0}، زمان رقیق‌شدگی t_c و زمان تداوم فاز مثبت انفجار t_d (بدون وجود رقیق شدگی) و نحوهٔ تخمین آنها باتوجه به مقدار مادهٔ منفجره و فاصلهٔ مرکز انفجار از سازه، در مراجع مختلف بارگذاری سازه‌ها تحت انفجار آورده شده‌است [1, 2, 23]. باید توجه داشت که فشار حاصل از انفجار به عرض ستون ضرب می شود و به صورت گستردهٔ یکنواخت در طول ستون اعمال می‌گردد.

بااستفاده از بار انفجار مثلثی ایده‌آل با زمان دوام t_e می‌توان سه رژیم بارگذاری متفاوت برای نسبت‌های مختلف زمان دوام و پریود طبیعی سیستم SDOF تعریف نمود [23]: ١) رژیم بارگذاری ضربه‌ای، ٢) رژیم دینامیکی و ٣) رژیم گوسی- استاتیکی. در رژیم ضربه‌ای، t_{max} (زمانی‌که پاسخ حداکثر روی می‌دهد) بسیار بلندتر از t_e است. در رژیم دینامیکی این دو زمان تقریبا نزدیک به‌هم می‌باشد و در رژیم گوسی- استاتیک (شبه‌استاتیک) t_{max} بسیار کوتاه‌تر از t_e است.

تحلیل لنگر- انحنای مقطع بتن مسلح

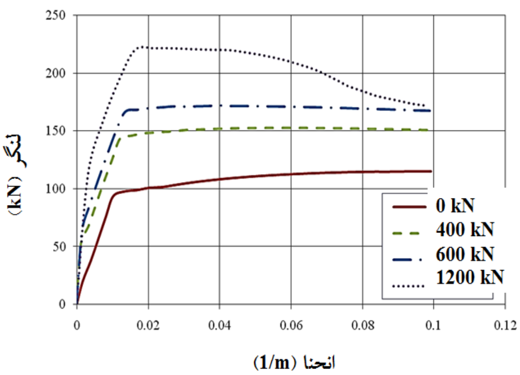
نرم‌افزار اجزای محدود OpenSees، که توسط مرکز PEER ایجاد شده‌است، می‌تواند رفتار انواع سیستم‌های سازه‌ای را شبیه سازی کند [24]. برای انجام تحلیل مقطع بتن مسلح در OpenSees باید سه نوع مدل مصالح مختلف برای فولاد، بتن محصورنشده و بتن محصور (بتن هسته) تعریف شود. به‌منظور انجام تحلیل لنگر- انحنا (M-θ) در اینجا از زیربرنامه‌ای که در OpenSees به‌همین‌منظور وجود دارد، استفاده شده‌است [25]. در این زیربرنامه تئوری کلاسیک اولر- برنولی برای محاسبات لنگر- انحنای مقطع بتن مسلح به‌کار می‌رود [20]. مدل مصالح بتن از نوع Concrete01 Material-Zero Tensile Strengthانتخاب شده‌است [26] که برمبنای مدل Kent - Park (١٩٧١) با صرف‌نظر از مقاومت کششی بتن تهیه شده‌است [27]. در این مدل، تنش در بتن محصور هسته بااستفاده از رابطهٔ (١٤) محاسبه می‌شود:

$$\sigma_c = \begin{cases} K.f_c\left[\frac{2\varepsilon_c}{0.002K}-\left(\frac{\varepsilon_c}{0.002K}\right)^2\right] & ;\ \varepsilon_c\leq 0.002K \\ K.f_c[1-Z_m(\varepsilon_c-0.002K)]\geq 0.2K.f_c & ;\varepsilon_c>0.002K \end{cases} \quad (١٤)$$

که در آن f_c مقاومت فشاری نمونهٔ استوانه‌ای استاندارد بتن (MPa) و ε_c کرنش در تار بتن است و

پارامترهای مدل شامل $K=1+\frac{\rho_s f_{yh}}{f_c}$ و $Z_m=\frac{0.5}{\frac{3+0.29f_c}{145f_c-1000}+\frac{3}{4}\rho_s\sqrt{\frac{h'}{s}}-0.002K}$ و f_{yh} تنش تسلیم خاموت، ρ_s نسبت حجم خاموت به حجم هستهٔ بتن، h' عرض هستهٔ بتن mm (از بیرون خاموت) و s گام خاموت (mm) است. تنش حداکثر در بتن برابر با $\sigma_{max}=K.f_c$ است که در کرنش $\varepsilon_{c1}=0.002K$ روی می‌دهد. همچنین، تنش نهایی نیز برابر با $\sigma_u=0.2K.f_c$ فرض می‌شود که در کرنش نهایی برابر با $\varepsilon_{cu}=\frac{0.8}{Z_m}+0.002K>0.004+09\rho_s\left[\frac{f_{yh}}{300}\right]$ روی خواهد داد. برای بتن پوشش (غیرمحصور) در روابط فوق $f_{yh}=\rho_s=0$ قرار داده می‌شود.

برای مدل‌سازی میلگردهای فولادی از مدل مصالح الاستیک خطی- پلاستیک کامل (Steel01Material) استفاده شده‌است. در شکل (۵) نمونه‌ای از دیاگرام‌های لنگر- انحنای به‌دست‌آمده برای مقطع ستون موردنظر در لحظهٔ صفر (بدون اثر نرخ کرنش) با درنظر گرفتن سطوح مختلفی از بار محوری فشاری نشان داده شده‌است.



شکل ۵ دیاگرام لنگر- انحنا برای بارهای محوری مختلف

حل مدل SDOF و اثرات نرخ کرنش

معادلهٔ حرکت یک سیستم تک‌درجه آزادی با صرف‌نظر از میرایی تحت بار دینامیکی q(t) با دستگاه معادلات دیفرانسیل معمولی زیر توصیف می‌شود که در آن uE(t) جابه‌جایی در وسط طول و M_b جرم کل ستون است.

$$\begin{cases} 0.78M_b\frac{d^2u_E(t)}{dt^2}+K_{E,el}(t)u_E(t)=q(t).l\ ;\quad 0\le u_E\le u_{Ey} & (\text{۱۵–الف}) \\ 0.66M_b\frac{d^2u_E(t)}{dt^2}+K_{E,pl}(t)u_E(t)+\left(K_{E,el}(t)-K_{E,pl}(t)\right)u_{Ey}=q(t).l\ ;\quad u_{Ey}<u_E\le u_{Eu} & (\text{۱۵– ب}) \end{cases}$$

توجه شود که برای عضو یک‌طرفه با تکیه‌گاه‌های ساده تحت بار گستردهٔ یکنواخت ضریب بار- جرم الاستیک و پلاستیک به‌ترتیب برابر ۰/۷۸ و ۰/۶۶ است [17]. سختی الاستیک معادل $K_{E,el}$ و سختی پلاستیک معادل $K_{E,pl}$ وابسته به زمان می‌باشد و در هر گام محاسباتی، به‌علت اثرات نرخ کرنش اصلاح می‌گردد. مطابق با شواهد تجربی موجود، با افزایش نرخ کرنش مقاومت بتن به‌طور قابل‌ملاحظه‌ای افزایش دارد [28, 29] و کرنش نهایی آن نیز افزایش می یابد [30, 31]. همچنین، در نرخ کرنش‌های بالا مقاومت فولاد تا ٪۵۰ افزایش می‌یابد [32]. ضریب افزایش دینامیکی (DIF) نسبت مقاومت دینامیکی مصالح به مقاومت استاتیکی آن را توصیف می‌کند و برای درنظرگرفتن بهبود مشخصات مصالح در نرخ کرنش‌های بالا، به‌کار می‌رود [2, 32]. طبق توصیهٔ کمیتهٔ بتن اروپا، ضریب DIF برای بتن در فشار مطابق با رابطهٔ (۱٦) داده شده‌است [33] که در این مقاله نیز از این رابطه استفاده شده‌است:

$$DIF^c=\begin{cases} \left(\dot{\varepsilon}_c/\dot{\varepsilon}_{c0}\right)^{0.014}\ ;\ \dot{\varepsilon}_c\le 30s^{-1} & (\text{۱٦–الف}) \\ 0.012\left(\dot{\varepsilon}_c/\dot{\varepsilon}_{c0}\right)^{1/3}\ ;\ \dot{\varepsilon}_c>30s^{-1} & (\text{۱٦– ب}) \end{cases}$$

که در آن $\dot{\varepsilon}_{c0}=30\times10^{-6}s^{-1}$ است. ضریب افزایش دینامیکی برای کرنش متناظر با تنش حداکثر و کرنش نهایی بتن (در فشار) نیز با رابطهٔ (۱۷) داده شده‌است [33].

$$DIF_{\varepsilon_c}=\left(\dot{\varepsilon}_c/\dot{\varepsilon}_{c0}\right)^{0.02} \qquad (۱۷)$$

مالوار و کرافورد (۱۹۹۸) رابطه‌ای برای تخمین ضریب DIF فولاد در حالت تسلیم و نهایی به صورت زیر پیشنهاد کرده‌اند [32].

$$DIF_s=\left(\dot{\varepsilon}_s/10^{-4}\right)^{\alpha} \qquad (۱۸)$$

که در آن برای حالت تنش تسلیم داریم $\alpha=0.074-0.040\frac{f_y}{414}$ و برای حالت تنش نهایی $\alpha=0.019-0.009\frac{f_u}{414}$ است؛ f_y و f_u به‌ترتیب مقاومت تسلیم و نهایی استاتیکی فولاد است. اساسا، در نرخ کرنش‌های مختلف تغییری در مدول الاستیسیته و کرنش گسیختگی فولاد مسلح‌کننده درنظرگرفته نمی‌شود [28, 34].

فرم تفاضل محدود [35] معادلهٔ حرکت سیستم SDOF در دو حالت الاستیک و پلاستیک به‌صورت رابطهٔ زیر نوشته می‌شود:

$$\begin{cases} 0.78M_b\left(\frac{u_{(j-1)}-2u_{(j)}+u_{(j+1)}}{K^2}\right)+K_{el(j)}u_{(j)}= \\ q_{(j)}.1 \quad ; \; 0\le u_{(j)}\le u_{Ey} \\ 0.66M_b\left(\frac{u_{(j-1)}-2u_{(j)}+u_{(j+1)}}{K^2}\right)+K_{pl(j)}u_{(j)}+ \\ \left[K_{el(j)}-K_{pl(j)}\right].u_{Ey}=q_{(j)}.1 \;\; ; u_{Ey}<u_{(j)}\le u_{Eu} \end{cases} \qquad (۱۹)$$

که در آن پارامتر K بیانگر طول نمو زمانی و اندیس j شمارهٔ گام محاسبات است. در اینجا، بااستفاده از نرم‌افزار MATLAB- R2013a (v8.01) بدنهٔ اصلی برنامه برای حل معادلهٔ فوق نوشته شده و زیربرنامهٔ تهیهٔ دیاگرام لنگر- انحنا (M-θ) مقطع نیز بااستفاده از نرم‌افزار OpenSees آماده شده‌است. در این مقاله گام زمانی برابر با 10^{-5} ثانیه انتخاب شده‌است و در هرگام زمانی باتوجه به شرایط مرزی و اولیه مراحل زیر به‌ترتیب اجرا می‌شود:

۱. دیاگرام لنگر- انحنا در زیربرنامهٔ M-θ ترسیم می‌شود و تابع مقاومت دوخطی از روی آن استخراج می‌گردد.

۲. با حل معادلهٔ دیفرانسیل حرکت تحت بار جانبی گستردهٔ یکنواخت، جابه‌جایی عرضی معادل u_E تعیین می‌گردد و سرعت معادل $\dot{u}_E=\frac{du_E}{dt}$ نیز باتوجه به تغییرات مقدار جابه‌جایی نسبت به گام قبل محاسبه می‌شود.

۳. انحنای معادل θ_E و نرخ انحنا $\dot{\theta}_E=d\theta_E/dt$ بااستفاده از روابط (۷) و (۱۰) تعیین می‌شود.

٤. بااستفاده از θ_E، مقدار لنگر خمشی M_θ از روی منحنی لنگر- انحنا تعیین شده و سپس محل محور خنثی مقطع $\bar{X}$ بااستفاده از رابطهٔ انتگرالی ۲۰ قابل محاسبه است. این رابطه با نوشتن معادلهٔ تعادل دورانی مقطع حول فولاد کششی تحت لنگر M_θ به‌دست آمده‌است (با مراجعه به شکل ۳).

$$M_\theta=\int_0^{\bar{X}}\sigma_c\,(d-y)dy+E_s|\theta_E|\left(\bar{X}-\acute{d}\right)\left(d-\acute{d}\right)A_{ss} \qquad (۲۰)$$

باید معادلهٔ رفتاری بتن مطابق با رابطهٔ (١٤) در رابطهٔ بالا جاگذاری گردد و جاری‌شدن فولاد A_{ss} نیز کنترل شود؛ یعنی، اگر $\left\{E_s|\theta_E|\left(\bar{X}-\acute{d}\right)\right\}>f_{ys}$، به‌جای آن مقدار f_{ys} قرار داده می‌شود و رابطه دوباره حل می‌شود.

۵. نرخ کرنش در بتن و میلگردها بااستفاده از فرض توزیع کرنش خطی در مقطع با رابطهٔ (۲۱) به‌دست می‌آید [36].

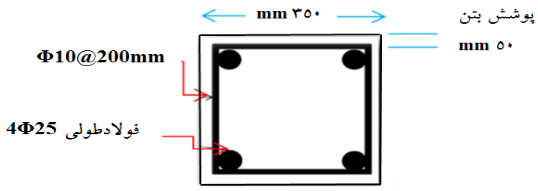
$$\begin{cases} \dot{\varepsilon}_c=\dot{\theta}_E\,.\bar{x} & (\text{۲۱–الف}) \\ \dot{\varepsilon}_s=\dot{\theta}_E\,.(d-\bar{X}) & (\text{۲۱–ب}) \\ \dot{\varepsilon}_{ss}=\dot{\theta}_E\,.\left(\bar{X}-\acute{d}\right) & (\text{۲۱–ج}) \end{cases}$$

٦. باتوجه به مقادیر نرخ کرنش، ضرایب DIF برای مقاومت فشاری بتن، کرنش بتن در تنش فشاری حداکثر، کرنش نهایی بتن، تنش تسلیم فولاد و تنش نهایی فولاد بااستفاده از روابط مربوط تعیین می‌گردد و برای آغاز گام بعدی، زیربرنامه لنگر- انحنا در OpenSEES بااستفاده از مشخصات جدید مصالح فراخوانی می‌شود و تابع مقاومت جدید مقطع ترسیم می‌شود.

شرایط مرزی و اولیه برای یک تیر- ستون دو سر مفصل به این صورت است که جابه‌جایی و انحنا در ابتدا و انتهای تیر- ستون، در هر زمان صفر و جابه‌جایی و سرعت در همهٔ نقاط در زمان صفر (شروع تحلیل) برابر با صفر است. با اعمال شرایط مرزی و اولیه، در هر گام j مقدار u(t) تعیین می‌گردد و همچنین شرایط اولیه برای گام بعد، یعنی j=j+1، نیز مشخص می شود. معیار اتمام این چرخه (معیار خرابی) رسیدن کرنش فشاری بتن به مقدار نهایی آن انتخاب شده‌است.

مقایسهٔ نتایج مدل SDOF با FEM و داده‌های تجربی

مدل موردنظر در اینجا دارای مشخصات نشان داده شده در شکل (٦) است. ستون موردنظر دارای مقطع مربعی با فولادگذاری متقارن می‌باشد و بتن به‌کاررفته دارای مقاومت مشخصهٔ ۳۰ MPa، میلگردهای به‌کاررفته دارای تنش تسلیم ٤۰۰ MPa و تنش نهایی ٦۰۰ MPa فرض می‌شوند و طول دهانهٔ عضو ۳ متر فرض می‌شود. این ستون تحت اثر بار محوری فشاری ثابت (برابر با ۰/٤ و ۰/۲ ظرفیت محوری خالص ستون) و انفجار جانبی حاصل از مقادیر مختلف TNT در فاصلهٔ ٤ متری از وجه ستون (در وسط ارتفاع آن) قرار دارد. وزن خرج انفجاری به‌گونه‌ای انتخاب شده‌است که مقدار فاصلهٔ مقیاس‌شده (scaled distance) Z برابر با ۰/۷، ۱/۱ و ۱/٤ $m/kg^{1/3}$ باشد. تاریخچه زمان فشار حاصل از انفجار با درنظرگرفتن اثرات رقیق‌شدگی تعیین می‌گردد و فرض می‌شود که توزیع مکانی این فشار به‌روی وجه ستون به‌صورت گستردهٔ یکنواخت است.



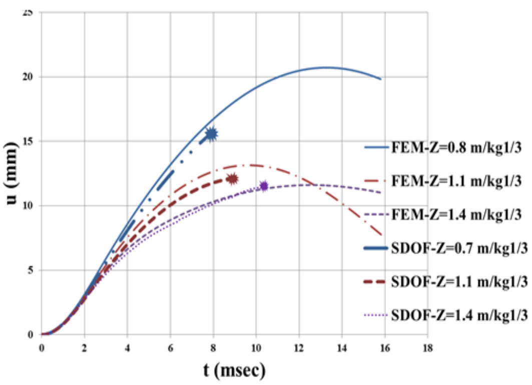
شکل ٦ مقطع تیر- ستون موردنظر

به‌منظور اعتبارسنجی نتایج به‌دست‌آمده از روش SDOF معرفی‌شده در اینجا، از روش اجزای محدود ۲بعدی بااستفاده از نرم‌افزار OpenSees برای تحلیل پاسخ دینامیکی ستون تحت بار انفجار استفاده شده‌است. مدل‌های مصالح انتخابی با مدل‌های توصیف شده در زیر برنامهٔ لنگر- انحنا یکسان است و در اینجا از نسخهٔ V(2.3.1) این نرم‌افزار استفاده شده‌ است. به‌علت تقارن هندسه و بارگذاری، مدل به‌صورت دوبعدی ساخته شده و المان‌های بتن از نوع dispBeamColumn با ۱۰ نقطهٔ انتگرال‌گیری در طول آن و به‌ابعاد ۱۰ cm انتخاب شده‌است. برای میلگردهای طولی از المان نوع straight استفاده شده‌است. برای تعریف مقطع ستون، از مدل فیبر استفاده شده که مقطع را به فیبرهای بتنی (با ابعاد ۳ cm) و میلگردهای فولادی تقسیم‌بندی می‌کند. به‌علت آن‌که مدل دوبعدی در OpenSees به‌سرعت تحلیل می‌گردد، در اینجا بررسی خاصی به‌منظور تعیین ابعاد بهینه برای المان‌ها انجام نشده‌است. در دو انتهای ستون تکیه‌گاه مفصلی و غلتکی ایده‌آل تعریف شده‌است.

در دستورات و الگوریتم‌های OpenSees هیچ‌گونه پیش‌بینی و توصیه‌ای مبنی بر نحوهٔ واردکردن اثرات نرخ کرنش وجود ندارد. بنابراین، در اینجا اعمال اثرات نرخ کرنش بر مشخصات دینامیکی مصالح بااستفاده از ضرایب DIF حاصل از آخرین گام محاسبات در حل مدل SDOF انجام می‌گیرد. تحلیل مدل ستون موردنظر شامل ۳ مرحلهٔ متمایز است؛ ابتدا ستون تحت یک مرحله تحلیل استاتیکی بدون درنظرگرفتن ضرایب DIF قرار می‌گیرد تا بار محوری آن، پیش از اثر انفجار، ایجاد گردد. در طی این مرحله، جابه‌جایی گره‌ها در تکیه‌گاه غلتکی درراستای محور طولی ستون ثبت می‌گردد. سپس، مدل دینامیکی بااستفاده از ضرایب DIF اعمال‌شده به مدل مصالح ایجاد می‌شود و درطی یک تحلیل استاتیکی دیگر، جابه‌جایی‌های تعیین‌شده از مرحلهٔ اول به همان گره‌ها اعمال می‌گردد (مرحلهٔ دوم تحلیل) و پس از آن تحلیل دینامیکی تحت بارگذاری

جانبی انفجار صـــورت می‌گیرد (مرحلهٔ ســـوم تحلیل). به‌این‌ترتیب می‌توان برای انجام تحلیل دینامیکی تحت بارگذاری انفجار، مدل ســـتون را برای درنظر گرفتن اثرات نرخ کرنش، به‌روزرسانی کرد.

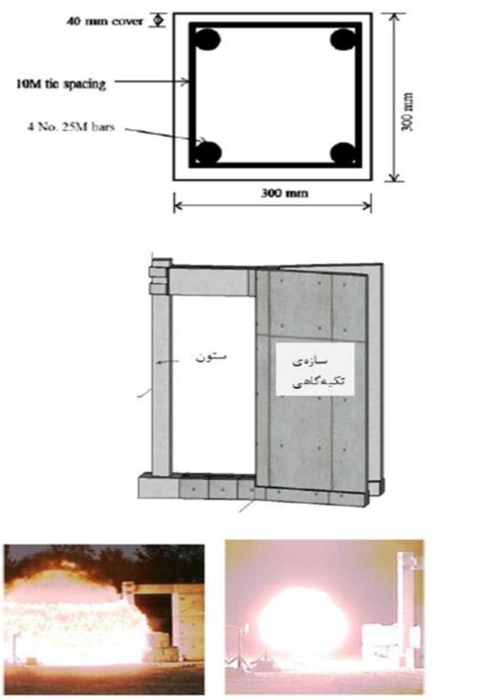
در شکل (۷) مقدار اولین جابه‌جایی جانبی حداکثر محاسـبه‌شـده برای سـتون موردنظر در مدل SDOF با نتایج حاصل از تحلیل اجزای محدود مقایسه شده‌است. توجه شـــود که نتایج تحلیل اجزای محدود از لحظهٔ اعمال بار انفجار به سازه ثبت شده‌است. مشاهده می‌شود که نحوهٔ تخمین افزایش جابه‌جایی با زمان بسیار نزدیک به نتایج حاصل از تحلیل اجزای محدود است اما رسیدن به معیار خرابی مقطع، باعث شـــده‌اســـت که جابه‌جایی حداکثر کمتر از مقدار محاســـبه‌شـــده در نرم‌افزار OpenSees باشد.



شکل ۷ تاریخچه- زمان جابه‌جایی عرضی حداکثر در ستون بتن مسلح

همچنین، از شـــکل (۷) مشـــخص اســـت که با افزایش شـــدت انفجار (کاهش Z) مقدار جابه‌جایی حداکثر تخمین زده‌شده در روش SDOF کمتر از تحلیل اجزای محدود است و دقت آن کاهش می‌یابد.

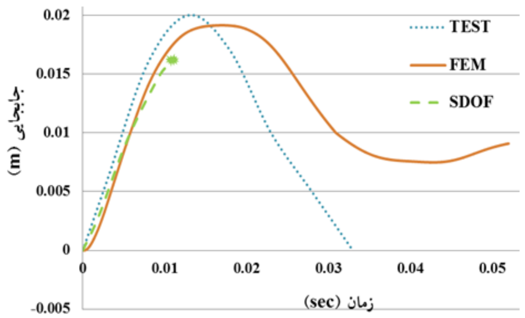
آزمایش‌هایی توســـط فاروک و همکاران (۲۰۱٤) به‌روی نمونه‌های سـتون بتن مسـلح با مقطع مسـتطیلی تحت انفجار انجام گرفته‌اســـت [37, 38]. ســـتون‌های موردنظر، به‌صـــورت ســـتون عادی براســـاس ضـــوابط CAN/CSA A23.3-04 تحت بارهای ثقلی، طراحی و فولادگذاری‌شـده‌اسـت و با مقیاس واقعی مورد آزمایش قرار گرفته‌اســـت. ســـتون دوســـرگیردار با مقطع مربعی به‌ابعاد ۳۰۰ میلی‌متر و طول آزاد ۳ متر اســـت که با پوشـــش بتن ٤۰ میلی‌متر، درصـد فولاد طولی ۰/۰۲ (٤ میلگرد طولی به‌قطر ۲۵/۲ میلی‌متر)، درصد فولاد عرضی ۰/۰۰۲۲ (خاموت بسته به قطر ۱۱/۳ میلی‌متر با فواصل ۳۰۰ میلی‌متر) از میلگرد ردهٔ AIII و مقاومت فشـــاری مشخصهٔ بتن ٤۰ مگاپاسکال است. بار محوری موجود در ستون ۱۰۲۷ کیلونیوتن (۱۱/٤ مگاپاسکال) است که بااســـتفاده از کابل‌های پس‌کشـــیدگی در نمونه ایجاد شده‌است. در شکل (۸) تصاویری از مشخصات مدل ستون مورد آزمایش آورده شده‌است.



شکل ۸ مشخصات هندسی ستون بتن مسلح و نحوهٔ انجام آزمایش انفجار [37]

بارگذاری انفجاری به‌صـــورت انفجار معادل ۱۲۳ kgTNT در فاصلهٔ ۲/٦ متری از وجه ستون است. در شـــکل (۹) منحنی جابه‌جایی جانبی در وســـط ارتفاع ستون حاصل از مدل اجزای محدود و SDOF درمقایسه

با نتایج آزمایش نشان داده شده‌است.



شکل ۹ مقایسهٔ جابه‌جایی حاصل از مدل‌سازی با نتایج آزمایش

بخش نزولی انتهایی در نمودارهای آزمایش، در اثر از کار افتادن پتانسیومتر (جابه‌جایی سنج) در اثر فشار و حرارت ناشی از انفجار ایجاد شده‌است. ملاحظه می‌شود که در تحلیل اجزای محدود، مقدار پاسخ حداکثر و زمان وقوع آن در مقاطعی که تغییرشکل‌های بیشتری را تجربه کرده‌است، با دقت مناسبی تخمین زده شده‌است. علل اختلاف محاسبات با نتایج آزمایش می‌تواند ناشی از عدم دقت در تخمین توزیع مکانی بارگذاری انفجار و نیز مقادیر تقریبی برای ضرایب DIF باشد. همچنین، ممکن است تکیه‌گاه‌های ساخته شده برای نمونهٔ ستون در آزمایش، شرایط گیرداری کامل در دوسر عضو را برآورده نکرده‌اند و تحت اثر انفجار تغییرمکان هایی داشته‌اند. همچنین، در تمامی آزمایش‌های عملی انفجار در اثر فشار و حرارت واردشده به سنسورهای اندازه‌گیری و ابزار دقیق‌ها، امکان بروز خطا در داده‌های ثبت‌شده وجود دارد.

دیاگرام فشار- ضربه (P-I)

در روابط مدل SDOF الاستیک، کار خارجی انجام‌شده توسط بارهای خارجی گوسی- استاتیکی با رابطهٔ (۲۲) تعریف می‌گردد.

$$WE = P \cdot u_{max} \qquad (۲۲)$$

که در آن P نیروی خارجی و u_{max} جابه جایی حداکثر است. انرژی کرنشی برای سیستم SDOF به‌صورت رابطهٔ (۲۳) محاسبه می‌شود (k سختی سیستم است).

$$SE = \frac{1}{2} k \cdot u_{max}^2 \qquad (۲۳)$$

که با برابر قرار دادن SE و WE داریم:

$$\frac{2P}{k \cdot u_{max}} = 1 \qquad (۲٤)$$

رابطهٔ (۲٤) نشان‌دهندهٔ خط مجانب گوسی- استاتیک در دیاگرام بدون بعد P-I است (شکل ۱). اگر یک بار ضربه‌ای به مدل وارد گردد، می‌توان سرعت اولیه را با رابطهٔ زیر محاسبه کرد که در آن I ضربهٔ حاصل از انفجار و M جرم معادل سیستم SDOF است.

$$\dot{u}_0 = \frac{I}{M} \qquad (۲٥)$$

اینک می‌توان انرژی جنبشی منتقل شده به سازه را به صورت رابطهٔ (۲٦) بیان کرد که درنهایت با برابر قرار دادن SE و KE رابطهٔ (۲۷) نتیجه می‌گردد که خط مجانب ضربه‌ای در دیاگرام بدون بعد P-I است.

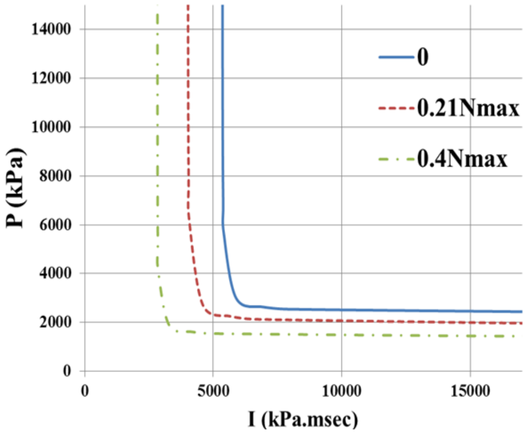
$$KE = \frac{1}{2} M \dot{u}_0^2 = \frac{I^2}{2M} \qquad (۲٦)$$

$$1 = \frac{I}{u_{max}\sqrt{k \cdot M}} \qquad (۲۷)$$

باتوجه به یک سطح خرابی مشخص، نقاط روی منحنی P-I نشان‌دهندهٔ ترکیب فشار و ضربهٔ انفجاری است که می‌تواند آن سطح خرابی را به‌جای گذارد. برای یک ستون (یا تیر- ستون) بتن مسلح، این سطح خرابی و یا معیار خرابی می‌تواند تغییرشکل خمشی حداکثر در وسط طول آن [12, 14]، تغییرشکل برشی حداکثر در تکیه‌گاه‌ها در حالت گسیختگی برشی [39]، دوران حداکثر در تکیه‌گاه‌ها و اتصالات و یا ظرفیت محوری پسماند تیر- ستون باشد. البته معمولا تغییرشکل سازه‌ای حداکثر به‌عنوان معیار خرابی درنظر گرفته می‌شود. در اینجا، بااستفاده از مدل SDOF معرفی‌شده به ترسیم دیاگرام P-I ستون بتن مسلح پرداخته شده به‌طوری‌که

تغییر شکل خم شی در و سط دهانه (جابه‌جایی عر ضی حداکثر) به‌عنوان معیار خرابی درنظر گرفته شـده‌اسـت. معیار خرابی، جابه‌جایی حداکثر در و سط دهانه (u_{max}) برابر با تغییرشـکل متناظر با ۲ درجه دوران در تکیه‌گاه تیر- ستون فرض شده ست که معمولا خرد شدن بتن فشاری در این مقدار از دوران تکیه‌گاه روی می‌دهد [2].

در این مقاله، اثر میزان بار محوری به‌روی دیاگرام P-I سـتون بتن مسـلح مورد بررسـی قرار گرفته‌اسـت. منحنی‌های P-I به‌دسـت‌آمده از مدل SDOF تحت بار جانبی حاصـل از انفجار با تاریخچه زمان مثلثی، در شکل (۱۰) نشان داده شده ست. در این شکل Nmax مقدار ظرفیت محوری اسمی ستون است.



شکل ۱۰ دیاگرام‌های P-I برای ستون با نسبت‌های مختلف بار محوری تحت بار انفجار مثلثی ایده‌آل

مشـاهده می‌شـود که مقدار بار محوری به‌روی موقعیت و شکل دیاگرام P-I تاثیرگذار است. به‌طوری‌که با افزایش بار محوری، مجانب‌های افقی و قائم کاهش می‌یابد و منحنی به مرکز مختصـات نزدیک‌تر می‌شـود. این امر به‌معنای کاهش مقاومت ستون دربرابر انفجار در رژیم‌های ضربه‌ای و گوسی استاتیکی است. توجیه این امر به این صورت است که افزایش بار محوری موجب افزایش ظرفیت خمشـی مقطع تیر- سـتون می‌شـود اما دوران حداکثر تکیه‌گاه (در لحظهٔ گسـیختگی) را کاهش می‌دهد که درنتیجه انرژی کرنشی جذب شده نیز کاهش می‌یابد. بنابراین بار انفجار حداکثر قابل تحمل توسـط تیر- سـتون نسـبت به حالت بدون بار محوری، کاهش می‌یابد.

بحث و نتیجه‌گیری

در این مقاله یک رویکرد تک‌درجه آزادی (SDOF) برمبنای تئوری تیر اولر- برنولی معرفی می شود تا پاسخ دینامیکی ستون بتن مسلح تحت بارگذاری جانبی انفجار تخمین زده شود. در مدل SDOF اثرات لنگر ثانویه (P-δ)، غیرخطی مصـالح و اثرات نرخ کرنش به‌صـورت گام‌به‌گام درنظرگرفته شده ست. مطابق با نتایج حا صل روش SDOF معرفی‌شـده علی‌رغم سـادگی و زمان کم برای انجام محاسـبات، با دقت کافی روند جابه‌جایی جانبی و مقدار پاسـخ حداکثر را تخمین می‌زنند. در حالتی که شـدت بارگذاری انفجار افزایش می یابد (کاهش وزن خرج با فاصـله رویارویی ثابت) دقت محاسـبات روش SDOF کاهش می یابد. در حالت انفجارهای متوسـط تا دور ($Z>1\ kg/m^{1/3}$) رویکرد SDOF مقدار پاسـخ حداکثر سـازه را با دقت قابل قبول تخمین می‌زند. علت این امر آن اسـت که مدل SDOF برمبنای تئوری اولر- برنولی تهیه شـده‌اسـت که از تغییرشکل‌های برشی صرف‌نظر می‌کند. زمانی که انفجار نزدیک به سـازه روی می‌دهد مود رفتاری غالب برشـی اسـت و درنتیجه تخمین های روش SDOF با خطا همراه‌اسـت. بااسـتفاده از روش SDOF معرفی‌شـده در اینجا به بررسـی دیاگرام فشـار- ضـربه (P-I) برای سـتون‌های بتن مسـلح پرداخته شـده‌اسـت. طبق نتایج حاصـل دیاگرام P-I به‌شـدت تحت تأثیر سـطح بار محوری موجود در سـتون قرار دارد. به‌طوری که با افزایش بارمحوری، این د یاگرام به مرکز مختصـات نزدیک‌تر می‌شـود که نشـان‌دهندهٔ کاهش مقدار فشـار و ضربهٔ لازم برای ر سیدن سازه به سطح خرابی موردنظر اسـت (کاهش ظرفیت انفجاری) و اهمیت درنظر گرفتن

بار محوری در ستون بتن مسلح به‌منظور ارزیابی و یا طراحی آن تحت بار انفجار را نشان می‌دهد.

در رویکرد SDOF بااستفاده از ضرایب تبدیل و طول معادل مفصل پلاستیک، تقریب هایی وارد محاسبات می‌شود و همچنین اطلاعات مفیدی نظیر پروفیل جابه‌جایی، دوران و انحنا در طول ستون را نمی‌توان به‌دست آورد. ازطرفی، عدم قطعیت های موجود در طبیعت بارهای انفجار موجب می‌شود که نتوان دقت سیستم ایده‌آل سازی شده را تضمین کرد. بااین‌حال، در این روش می توان درک خوبی از پارامترهای مؤثر بر رفتار سازه‌ای و پاسخ دینامیکی اصلی آن به‌دست آورد. بنابراین تکنیک SDOF معرفی‌شده در این مقاله به‌منظور مطالعهٔ پاسخ کلی ستون‌های بتن مسلح تحت بارگذاری انفجار متوسط تا مناسب است.

توجه شود که در روش SDOF معرفی شده اثرات مربوط به جابه‌جایی جانبی طبقه (P-Δ) درنظر گرفته نمی شود. برای وارد کردن اثرات P-Δ باید کل سیستم باربر جانبی ساختمان تحلیل گردد و مدل SDOF برای تک‌تک اعضا به‌طور جداگانه کفایت نمی‌کند.

مراجع

1. U.S. Dept. of Army, the Navy and Air Force, "The Design of Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions", TM 5-1300, Technical Manual, Washington DC, (1990).
2. U.S. Department of Defense (DOD), "Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions", UFC 3-340-02, Washington DC, (2008).
3. ASCE, "Design of Blast Resistant bBuildings in Petrochemical Facilities", Reston VA, (1997).
4. Nassr, A.A., Razaqpur, A.G., Tait, M.J., Campidelli, M. and Foo, S., "Single and Multi Degree of Freedom Analysis of Steel Beams under Blast Loading", Nuclear Engineering Design, Vol. 242, pp. 63-77, (2012).
5. Dragos, J. and Wu, C., "Single-Degree-of-Freedom Approach to Incorporate Axial Load Effects on Pressure Impulse Curves for Steel Columns", *Journal of Engineering Mechanics*, 10.1061/ (*ASCE*) EM.1943-7889.0000818, 04014098, (2014).
6. Morison, C.M., "Dynamic Response of Walls and Slabs by Single-Degree-Of-Freedom Analysis-A Critical Review and Revision", *International Journal of Impact Eng*ineering, Vol. 32, pp. 1214–1247, (2006).
7. Oswald, C.J., "Comparison of Response from Combined Axial and Blast Loads Calculated with SDOF and Finite Element Methods", In: DDESB Explosive Safety Seminar, Portland, Oregon, (2010).
8. Stochino, F. and Carta, G., "SDOF Models for Reinforced Concrete Beams under Impulsive Loads Accounting for Strain Rate Effects", Nuclear Engineering Design, Vol. 276, pp. 74–86, (2014).
9. Andersson, S. and Karlsson, H., "Structural Response of Reinforced Concrete Beams Subjected to Explosions", Master Thesis, Chalmers University of Technology, Goteborg, Sweden, (2012).
10. Wu, C., Wu, W. and Chen, D.J., "Analysis of Retrofitted RC Beam with Fixed End Supports against Blast Loads", Key Engineering Materials, Vol. 400-402, pp. 795-800, (2009).

11. PDC-TR 06-01 Rev 1. Methodology Manual for the Single-Degree-of-Freedom Blast Effects Design Spreadsheets (SBEDS). US Army Corps of Engineers, Protective Design Center (PDC) Technical Report, (2008).
12. Dragos, J. and Wu, C., "A New General Approach to Derive Normalized Pressure-Impulse Curves", *International Journal of Impact Eng*ineering, Vol. 62, pp. 1-12, (2013).
13. Florek, J.R. and Benaroya, H., "Pulse–pressure Loading Effects on Aviation and General Engineering Structures—review", *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 284, pp. 421–453, (2005).
14. Krauthammer, T., Astarlioglu, S., Blasko, J., Soh, T.B. and Ng, P.H., "Pressure–Impulse Diagrams for the Behavior Assessment of Structural Components", *International Journal of Impact Eng*ineering, Vol. 35, pp. 771–783, (2008).
15. Mutalib, A.A., Abedini, M., Baharom, S. and Hao, H., "Derivation of Empirical Formulae to Predict Pressure and Impulsive Asymptotes for P-I Diagrams of One-way RC Panels", *Journal of Civil, Enviroment, Structural, Construction and Architecture Engineering*, Vol. 7, pp. 585-588. (2013).
16. Mutalib, A.A. and Hao, H, "Development of P-I Diagrams for FRP Strengthened RC Columns", *International Journal of Impact Eng*ineering, Vol. 38, pp. 290–304, (2011).
17. Biggs, J.M., Introduction to Structural Dynamics, New York: McGraw-Hill, (1964).
18. Stochino, F. and Tattoni, S., "Exceptional Actions: Blast Loads on Reinforced Concrete Structures", In: *Proceedings of CIAS (Cornell International Affairs Society) Conference*, Cornell University, (2013).
19. Chopra, A.K., "Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering", New Jersey: Prentice Hall, (1995).
20. Timoshenko, S.P. and Gere, J.M., "Theory of Elastic Stability", 2nd ed. New York: McGraw-Hill, (1963).
21. Paulay, T. and Priestley, M.J.N., "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", John Wiley and Sons, New York, (1992).
22. Brode, H.L., "Numerical Solutions of Spherical Blast Waves", *Journal of Applied Physics*, Vol. 26, pp. 766-775, (1955).
23. Cormie, D., Mays, G. and Smith, P.D., "Blast Effects on Buildings", 2nd ed, London: Thomas Telford, (2009).
24. Mazzoni, S., McKenna, F., et al., "OpenSees Command Language Manual", University of California, Berkeley, (2006).
25. Mazzoni, S. and Frank M.K., "Example 9. Moment-Curvature Analysis of Section", (2006) http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/ExamplesManual/HTML/3909.htm.

26. Mazzoni, S. and Frank M.K., "Concrete01 Material-Zero Tensile Strength", (2006). http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/164.htm.
27. Kent, D.C. and Park, R., "Inelastic Behavior of Reinforced Concrete Members with Cyclic Loading", Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol. 4, pp. 108-125, (1971).
28. Asprone, D., Frascadore, R., Di Ludovico , M., Prota, A. and Manfredi, G., "Influence of Strain Rate on the Seismic Response of RC Structures", Engineering Structures, Vol. 35, pp. 29–36, (2012).
29. Ožbolt, J. and Sharma, A., "Numerical Simulation of Reinforced Concrete Beams with Different Shear Reinforcements under Dynamic Impact Loads", *International Journal of Impact Eng*ineering, Vol. 38, pp. 940-950, (2011).
30. Krauthammer, T., Shanaa, H.M. and Assadi, A., "Response of Structural Concrete Elements to Severe Impulsive Loads", Computers Structures, Vol. 53, pp. 119-130, (1994).
31. Razaqpur, G., Mekky, W. and Foo, S., "Fundamental Concepts in Blast Resistance Evaluation of Structures", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 36, pp. 1292-1304, (2009).
32. Malvar, L.J. and Crawford J.E., "Dynamic Increase Factors for Steel Reinforcing Bars", In: 28th DDESB Seminar, Orlando, USA, (1998).
33. Federal Institute of Technology, Model Code 2010, First Complete Draft, Volume 1: fib Bulletin 55, Switzerland, (2010).
34. Izadifard, R.A., Nourizadeh, A. and Shamshirgar, A., "A Material Model for Static and Dynamic Nonlinear Finite Element Modeling of Reinforced Concrete Elements", In: *Proceedings of the 4th International Conference on Seismic Retrofitting*, Tabriz, Iran, (2012).
35. Smith, G.D., "Numerical Solution of Partial Differential Equations: Finite Difference Methods", 3rd ed., Oxford University Press, (1985).
36. Parks, D.M., "Euler-Bernoulli Beams Bending, Buckling, and Vibration", MIT OpenCourseWare, Massachusetts Institute of Technology, Department of Mechanical Engineering, (2004).
37. Farouk, S., "Near-Field Explosion Effects on Reinforced Concrete Columns: An Experimental Investigation", Master of Civil Engineering thesis, Carleton University Ottawa, (2014).
38. Braimah, A., Farouk S. and Von-Rosen B., "Near-field Explosion Effects on Reinforced Concrete Column", In: Proceeding of 5th International Workshop on Performance, Protection & Strengthening of Structures under Extreme Loading, pp. 505-514, (2015).
39. Shi, H.J., Salim, H. and Ma, G., "Using P–I Diagram Method to Assess the Failure Modes of Rigid-Plastic Beams Subjected to Triangular Impulsive Loads", *International Journal of Protection Structures*, Vol. 3, pp. 333–353, (2012).